

# 板状住宅における基礎梁 PCa 化の検討

## Study on PCa Foundation Beams of Flatty Housings

技術研究所 平田 裕一 YUICHI HIRATA  
 技術研究所 田野 健治 KENJI TANO  
 構造設計ディビジョン 貫洞 覚 SATORU KANDO  
 設備設計ディビジョン 西尾 俊彦 TOSHIHIKO NISHIO  
 建築技術部 甲田 輝久 TERUHISA KOUDA  
 建築生産計画部 平野 秀和 HIDEKAZU HIRANO

板状住宅の基礎梁には、未だにプレキャスト（PCa）化工法は採用されていない。本論は、基礎梁がプレキャスト化されない要因を論じるとともに基礎梁のPCa化を可能にする工法を提案している。また、本論で提案するPCa基礎梁と現場打ち基礎梁のせん断加力実験を実施した。実験結果より、「日本建築学会、現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説<sup>1)</sup>」に示されたPCa接合部の設計を適切に行えば、PCa基礎梁は現場打ち基礎梁とほぼ同様な性状を示すことを確認した。

キーワード：PCa、基礎梁、設備開口、水勾配、現場打ち同等型、せん断加力実験

Foundation beams of flatty housings have not been built by a precast construction method yet. In this paper, the reasons why foundation beams cannot be precasted are discussed and a construction method of PCa foundation beams is proposed. Shear loading tests of PCa foundation beams proposed and cast-in-place ones were carried out. According to those results, it was confirmed that PCa foundation beams have almost the same properties as cast-in-place ones if the beams are designed according to “AIJ Guidelines for Structural Design of Precast Concrete Connection Emulating Cast-in-place Reinforced Concrete<sup>1)</sup>”.

**Key Words:** Precast, Foundation Beam, Beam Sleeves, Drainage Slope, Emulating Cast-in-place, Shear Loading Test

### 1. はじめに

近年採用が増えているPCa工法は、施工が容易であるだけでなく、部材精度の向上、全体工期の短縮等の利点がある。PCa工法が適用される部位を見ると、上部構造の柱や梁では既にPCa化が進んでいるものの、下部構造（基礎構造）は現在も在来工法（現場打ち）が採用されている。限られた労働力の下、建設工事の生産性向上と品質向上を同時に満足するためには、建物全体のPCa化が求められている。

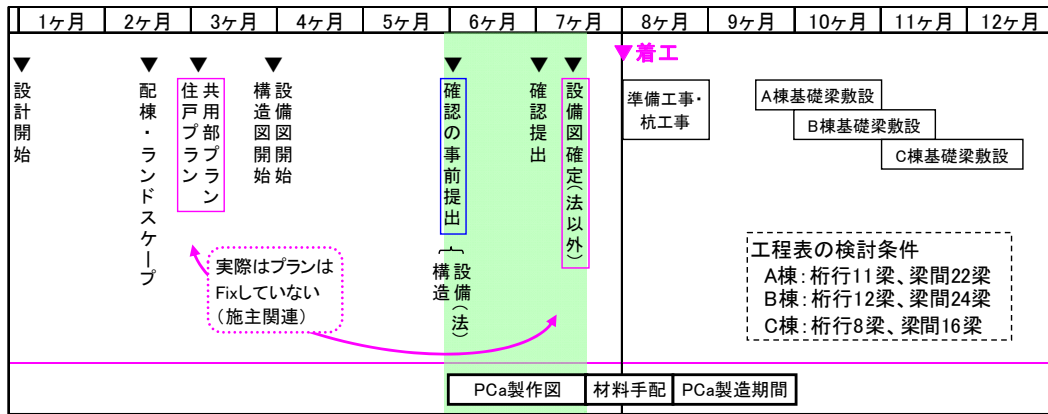
本論は、これまで集合住宅において基礎梁のPCa化が進まなかった要因を考察するとともにその対応策を提案するものである。また、本論で提案するPCa基礎梁の剛性と耐力を把握するために行ったせん断加力実験についてまとめ、在来工法（現場打ち）と概ね同等であることを示している。

### 2. 基礎梁のPCa化における課題

集合住宅において基礎梁のPCa化が進まない要因を工程、計画、施工、構造の項目に分類して以下に示す。

#### （1）工程上の要因

図-1に標準的な板状住宅における設計開始から着工後数ヶ月の工程を示す。図より、設計開始から約2ヶ月後に住戸プランの概要が計画される。この段階では施主の要望が定まっていないため住戸プランは確定していない。構造図や設備図の着手はさらに1ヶ月後である。また、建築確認の事前提出は工事着工の2ヶ月前を目途に行われる。この事前提出時には法律上問題になる部分は定まっているものの、住戸プランや設備図の詳細は定まっていない。これらが確定しない理由は、施主の事業計画上の要望が定まり難いこと及びその要望に関する折衝



★設備図確定前にPCa製作図という矛盾

図-1 工程上の問題

が着工直前まで続くためと考えられる。

一方、地下室や敷地内に併設される構造物がない場合、着工から約1ヶ月半でPCa基礎梁の敷設が見込まれる。その場合PCa製作図は、着工2ヶ月前に着手する必要がある。しかしながら、通常この段階では住戸プランや設備図の詳細が定まっていないため、PCa製作図に着手できないという問題が生じることになる。

(2) 計画上の要因

住戸プランが確定していない中でPCa製作図に着手する場合、初期の住戸プランに基づいて基礎梁に所要の設備開口を設けることになる。このことがPCa化のリスクを大きくする。なぜならば、もしプラン変更があれば、設備配管のルートを変更しなければならぬが、設備配管の種類によっては迂回ルートの制約が大きいものがあり、すべての設備開口が変更に対応できるとは限らないからである。特に迂回ルートの困難なものが排水管である。排水管は1/100の水勾配を設けるため物理的な制約が極めて大きい。排水計画は基礎梁PCa化の致命的な問題になる場合がある。

(3) 施工上の要因

一般に基礎梁は上部構造の梁と比較して巨大である。図-2に板状住宅の上部構造の梁と基礎梁の一般的な寸法を示す。基礎梁を1本ものとしてPCa化することは基礎梁のために大きな揚重機が必要となり経済的ではない。そこで、基礎梁を分割することが必要になる。図-2より、梁間方向の基礎梁は3部材に分割することが合理的である。また基礎梁は杭と接合される部材であるが、杭の位置決め精度は柱に比べて高くない。このため基礎梁主筋と杭頭補強筋は干渉しやすい。基礎梁のPCa化に際しては、杭の施工精度を向上させることと鉄筋干渉を緩和することに配慮する必要がある。

【上部構造の梁】	梁せい：600～800	梁幅：600～800
【基礎梁】	梁せい：2000～3000	梁幅：600～1200
(単位 mm)		
・約3倍の重量が想定される		

図-2 板状住宅の断面

(4) 構造上の要因

基礎梁が大きくなる理由は、①2次設計の弾塑性解析において基礎梁を弾性限以下にすること、②実務設計では上部構造と下部構造を分離して設計するため杭の反力を別途処理すること、③軒高に応じて基礎部の根入れを行うこと、④設備ピットの深度レベルに基礎梁の梁せいを一致させて納まりを良くすることが上げられる。上部構造の梁では、PCa部材を接合する場合、コンクリートは接合面にシヤーキーを設け、数cmの離隔を取って配置し、モルタルをグラウトする。また主筋はPCa部材内に埋設した接合金物に主筋を挿入しモルタルを注入する方法が用いられる。この接合方法は一体打ちの部材と同等と考えられているが、基礎梁は梁せいが大きいことから、このような接合形式を用いた場合、剛性及び耐力が一体打ちの部材と同等かどうか懸念される。

(5) 各要因の関連性

図-3に各要因の関連性を整理して示す。図より、工程上の問題は、計画上排水管が変更し難いために生じている。排水管は在来工法によって後施工の方が合理的である。このとき現場打ちを含んだ、せいが大きい梁の形式になる。在来工法との同等性の確認が必要と考える。

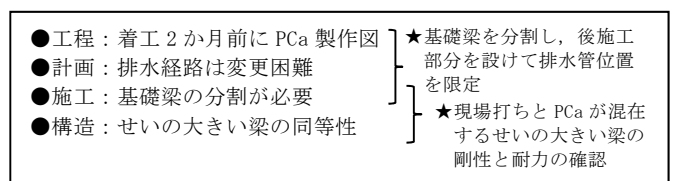


図-3 各要因の関連性

### 3. 提案工法

図-4 に本提案工法で用いる梁間方向の基礎梁を、図-5 にその基礎梁を用いた板状住宅の基本構成を示す。図-4, 5 より、梁間方向の基礎梁は3分割されており、2つのリジッド部 (PCa部) と1つのフレキシブル部 (現場打ち部) より構成されている。分割数3は上部構造の梁と同じ揚重機を用いて施工することを想定したものである。本提案工法は、プラン変更に対応することが難しい排水管の設備開口をフレキシブル部に限定し、この部分を後施工とすることでプラン変更のリスクを回避している。また、各設備開口は大口径化によって集約しPCa化を容易にしている。桁行方向は杭頭補強筋との干渉を少なくした工法を用いることが望ましい。また桁行方向もフレキシブル部を1ヶ所設けることで排水管の外部への接続ルートを確認している。

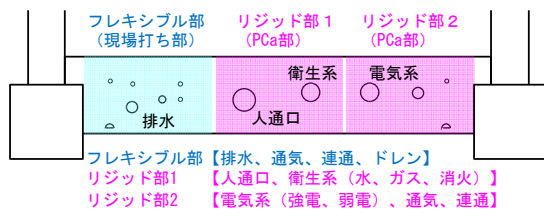


図-4 梁間方向の基礎梁

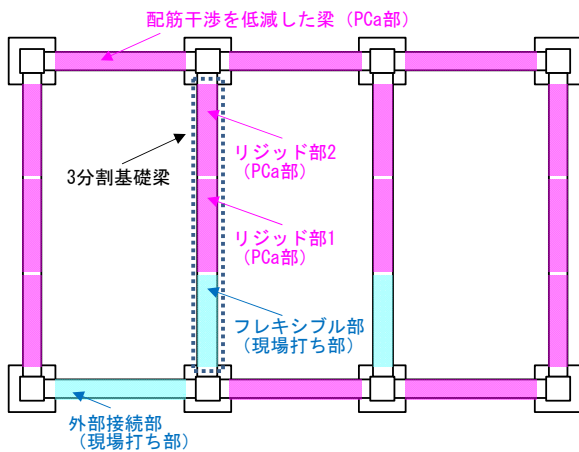


図-5 板状住宅における基本構成

### 4. 設計の考え方

板状住宅の梁間方向は、通常、基礎梁の上に耐震壁が配置される。梁間方向を弾塑性解析する場合、耐震壁をエレメント置換するため、標準的な一貫計算プログラムでは基礎梁の応力が出力されない。このため在来工法とPCa工法の同等性を存在応力に基づいて確認することは実務的にはかなり難しい作業になる。そこで本提案工法では、基礎梁の許容応力と耐力に基づいて現場打ち工

法と同等であることを確認することで設計することとした。

図-6 に現場打ち同等型指針<sup>1)</sup>に準拠して、各設計状態に対応するせん断設計の考え方を基礎梁の端部と中央部に分けて示す。図より、使用限界状態に対しては、梁端部、中央部ともに、コンクリートの長期許容せん断応力度に断面積を乗じて許容せん断力を評価し、この力が接合面に設けたシヤーキーにより伝達できることを確認する。なお主筋の接合は、上部構造と同様にモルタル注入型の接合形式を考えている。

終局限界状態に対しては、梁端部では基礎梁のせん断耐力から正負逆対称曲げの曲げモーメント分布を仮定して算定される接触面圧縮応力によりせん断耐力が伝達することを確認する。中央部では主筋のダウエル抵抗がせん断耐力以上であることを確認する。なお、端部と中央部では、通常、主筋量は同じか端部が多い。このため中央部のダウエル抵抗が確認できれば端部は実質的に確認されたことになる。端部における接触面圧縮応力の伝達を確認することは、ダウエル以外のメカニズムを想定することで在来工法との同等性を高めるように配慮したものである。

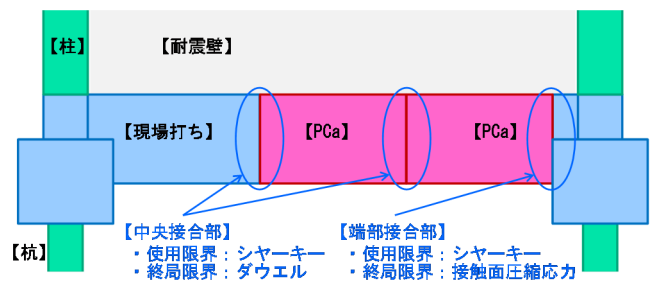


図-6 設計の考え方

### 5. せん断加力実験

本論で提案するPCa基礎梁を対象としたせん断加力実験を実施した。表-1 に試験体一覧を、表-2 に材料試験結果を示す。試験体は現場打ちを想定したNo.1、PCa化を想定し接合要素に主筋とシヤーキーを配したNo.2、No.2 からシヤーキーを除いた比較検討用のNo.3の計3体からなる1/3縮尺モデルである。試験体共通で、梁断面は  $b \times D = 200 \times 800 \text{mm}$  の矩形であり、主筋は 8-D19 (SD685, 上下端とも)、せん断補強筋は 4-D6 (SD295) を 115mm ピッチで配した。現場打ちを想定したNo.1を除き、コンクリートは3回に分けて打設した。コンクリートの平均圧縮強度は  $32.6 \text{N/mm}^2$  であった。

図-7 に各試験体を代表して、No.2 試験体図およびシヤーキー形状を示す。図より、PCaを想定した試験体は、

表-1 試験体一覧

試験体	施工方法	断面		配筋		コンクリート 圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	接合要素
		b mm	D mm	主筋	せん断 補強筋		
No.1	一体打ち						—
No.2	PCa (3分割)	200	800	8-D19 SD 685	4-D6 @115 SD 295	30	主筋+シヤーキー
No.3							主筋

表-2 材料試験結果

鋼材 部位	種類	降伏点	引張強度	弾性係数	降伏ひずみ	伸び
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	(×10 <sup>5</sup> )N/mm <sup>2</sup>	μ(×10 <sup>6</sup> )	%
梁主筋	D19(SD685)	713	912	1.93	4172	12.9
せん断補強筋	D6(SD295)	434	552	2.03	2308	16.4

部位	コンクリート			グラウト		
	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 (×10 <sup>5</sup> )N/mm <sup>2</sup>	割裂強度 N/mm <sup>2</sup>	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 (×10 <sup>5</sup> )N/mm <sup>2</sup>	割裂強度 N/mm <sup>2</sup>
1回目	32.1	2.81	2.43	110.4	3.25	3.90
2回目	33.0	2.94	2.46	112.6	3.39	3.75
3回目	32.6	2.99	2.40	111.5	3.32	3.83
平均	32.6	2.91	2.43			

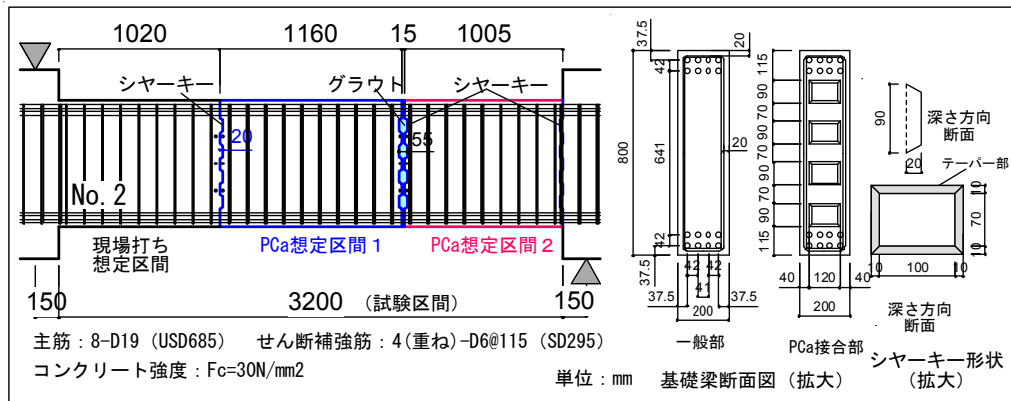


図-7 試験体図(No. 2)およびシヤーキー形状図

左から「現場打ち想定区間」「PCa 想定区間 1」「PCa 想定区間 2」と材軸方向に3分割した。PCa 想定区間 1と2の間(幅 55mm)に無収縮グラウトを充填した。無収縮グラウトを注入することにより PCa 部材の鉛直接合面に長期許容せん断力を伝達するためのシヤーキーを構成している。シヤーキーの形状は、ヨコ 120mm、タテ 90mm、深さ 20mm である。無収縮グラウトの平均圧縮強度は 111.5N/mm<sup>2</sup>であった。

表-3 に諸耐力計算値一覧(せん断)を示す。計算は、現場打ち同等型指針<sup>り</sup>を参考に行った。全ての試験体で、最大耐力は接合部以外(一般部)のせん断破壊で決定するように計画した。接合部については、4章に記した設計の考え方で計画を行った。図-8 に加力模式図を示す。加力は 1000kN ジャッキを 2 台用いて載荷し、加力方法は、大野式逆対称形式で一方向単調載荷である。

## 6. 実験結果

図-9 に最終時のひび割れ図を、表-4 にひび割れ耐力一覧を示す。ひび割れは、①曲げひび割れ、②接合部の打継ぎに沿うひび割れ(接合面剥離)、③せん断ひび割れの順に生じ、最大耐力時にはせん断ひび割れが試験体製作時に生じたコンクリートの沈降による上端主筋下のひび割れと繋がるように進展した。計算値に対するひび割れ耐力の比率は、曲げひび割れは 0.76 から 1.60 倍

表-3 諸耐力計算値一覧

使用 限界 状態	長期許容 せん断力 (1) <sub>t</sub> Q <sub>d</sub> kN	シヤーキー(梁端部・中央)			曲げ耐力 略算式 Q <sub>mu</sub> kN
		支圧強度 (2)Q <sub>sk1</sub> kN	せん断強度 (3)Q <sub>sk2</sub> kN	min((2),(3)) (1)	
	107.2	282.5	122.4	1.14	682.8
終局 限界 状態	せん断耐力 荒川mean式 (4) <sub>t</sub> Q <sub>d</sub> kN	(梁端部)接触面 圧縮応力伝達 (5) <sub>t</sub> Q <sub>u</sub> kN	(5) (4)	(梁中央)主筋の ダウエル (6)Q <sub>dowel</sub> kN	(6) (4)
	384.4	574.7	1.50	1155.2	3.01

(計算に用いた式)

曲げ耐力(略算式)

$$Q_{mu} = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \cdot \sqrt{\frac{L}{2}}$$

(1)使用限界状態(長期せん断力) (4)終局限界(大野・荒川mean式)

$${}_t Q_d = f_s \cdot b \cdot j$$

$${}_t Q_d = \left( \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_w} \right)$$

(2)シヤーキーの支圧強度

$$Q_{sk1} = 1.0 \cdot \sigma_B \cdot \sum_{i=1}^n w_i x_i$$

(5)接触面圧縮応力伝達

$${}_t Q_u = \mu \cdot C$$

(3)シヤーキーのせん断強度

$$Q_{sk2} = 0.5 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot \sum_{i=1}^n a_i w_i$$

(6)主筋のダウエル

$$Q_{dowel} = 1.65 \cdot \sum a_{dowel} \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_y}$$

a<sub>t</sub>:引張鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

b:梁幅(mm)

σ<sub>y</sub>:引張鉄筋の降伏応力度(N/mm<sup>2</sup>)

j:曲げ材の応力中心距離(mm)

d:有効せい(mm)

σ<sub>B</sub>:コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

L:試験区間長さ(mm)

w<sub>i</sub>:シヤーキーの接触面幅(mm)

f<sub>s</sub>:コンクリートの

x<sub>i</sub>:シヤーキーの深さ(mm)

長期許容せん断力(N/mm<sup>2</sup>)

a<sub>i</sub>:シヤーキー付け根部長さ(mm)

μ:摩擦係数(0.6)

C:曲げ圧縮力(N)

a<sub>dowel</sub>:ダウエル鉄筋1本の断面積(mm<sup>2</sup>)



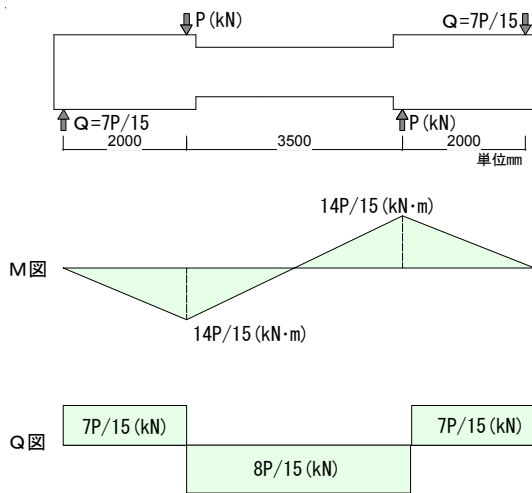


図-8 加力模式図

であり、せん断ひび割れは 0.69 から 0.83 倍であった。なお、各試験体のコンクリートは梁の上面から打設した。このため、コンクリートの沈降による上端主筋下のひび割れは各試験体で生じており、ひび割れの影響は各試験体に共通すると思われる。実施工では梁せいに応じて打設回数を増やす等の配慮が必要と考える。

図-10 にせん断力 (Q) - 部材角 (R) 関係を示す。3 体ともに使用限界状態時までの剛性は、ほぼ同等であった。その後、せん断ひび割れの発生以降、徐々に剛性が低下し、No.1 (現場打ち) と No.2 (PCa シヤーキーあり) ではほぼ同様な載荷曲線を示したが、シヤーキーのない No.3 は若干の剛性低下が見られた。シヤーキーの有無により、使用限界状態時以降の挙動に変化が生じる結果となった。また、最大せん断力時における部材角は、現場打ちの No.1 に対して、PCa 部材である No.2, No.3 が少し大きな値となり、現場打ち部材と PCa 部材の違いが見られた。しかし、終局限界状態時 (せん断耐力想定時) までは、現場打ちの No.1 と PCa の No.2 (シヤーキーあり) では、ほぼ同様な載荷曲線を示しており、本実験の範囲では現場打ちと PCa の構造性能に大きな違いはなかった。なお、本実験はジャッキの荷重能力不足のため、明らかな破壊と耐力低下の確認ができないまま終了した。

図-11 に No.2 試験体におけるせん断補強筋のひずみ分布の推移を示す。せん断補強筋は、終局限界時 (Q=384kN) では降伏ひずみに達していないが、最大耐力 (Q=523kN) 時には降伏ひずみを超えていることが確認できる。なお、プロットが煩雑になることを避けるため、図中には降伏ひずみを初めて超えたせん断力

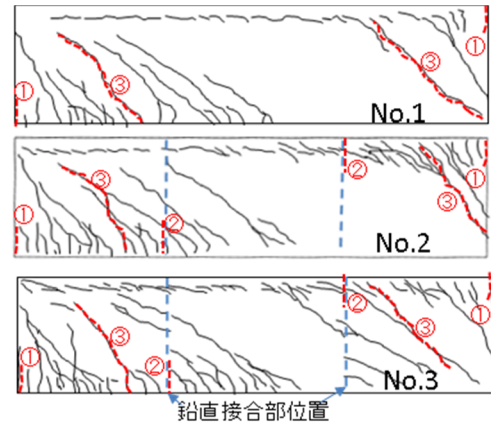


図-9 ひび割れ図 (最終時)

表-4 ひび割れ耐力一覧

実験値	①曲げひび割れ		②接合面剥離	③せん断ひび割れ	
	実験値 kN	実験値 計算値	実験値 kN	実験値 kN	実験値 計算値
No.1	80.0	1.60	—	138.8	0.83
No.2	37.9	0.76	154.6	116.8	0.69
No.3	69.1	1.38	85.3	126.8	0.75

(計算に用いた式)

$$Q_c = 0.56\sqrt{\sigma_s \cdot Z} / 1600(N)$$

せん断ひび割れ強度計算式

$$Q_c = \left( \frac{0.085k(F_c + 500)}{M/(Qd) + 1.7} \right) \cdot B \cdot j(kgf)$$

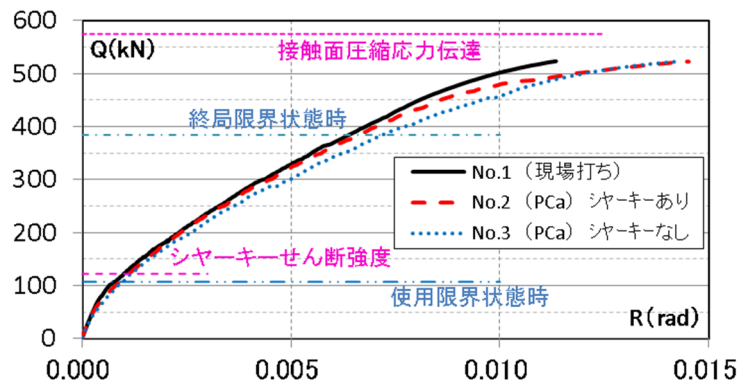


図-10 せん断力 (Q) - 部材角 (R) 関係

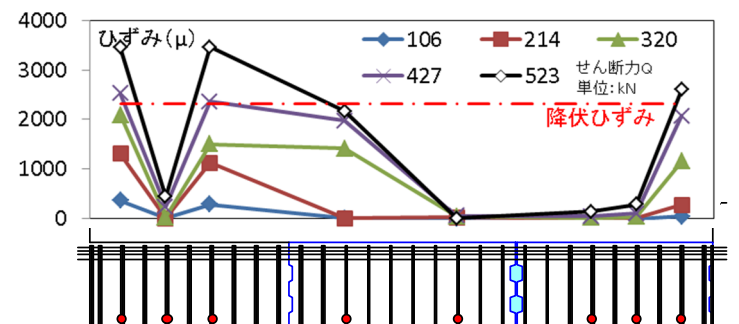


図-11 せん断補強筋のひずみ分布の推移 (No. 2)

( $Q=427\text{kN}$ )を代表として示している。実験では明快なせん断破壊を確認できなかったが、実験時の最大せん断力は、部材の終局せん断耐力に近い値であったと思われる。

図-12 にせん断力 ( $Q$ ) - 鉛直ずれ変位 ( $Dv$ ) 関係を示す。シヤーキーのないNo.3は、 $Q=50\text{kN}$ 付近から徐々に変位が大きくなり、使用限界状態時での左右接合部の平均変位は  $Dv=0.11\text{mm}$  であった。一方、シヤーキーのあるNo.2は、ほぼずれが生じず  $Dv=0.01\text{mm}$  であった。終局限界状態時には、No.3は  $Dv=1.00\text{mm}$  と大きくずれているが、No.2は  $Dv=0.04\text{mm}$  とごく小さなものであった。鉛直接合部にシヤーキーを適切に計画することによって、基礎梁をPCa化しても現場打ちと同様な挙動を示すことが確認された。

## 7. まとめ

本論では、基礎梁のPCa化を阻害する要因を考察している。特に、排水管に関する設備開口は住戸プランの変更に対応しにくいことから、それを回避する提案工法とその設計の考え方を示した。また、現場打ちとPCa化した基礎梁のせん断加力実験を通して、その剛性と耐力を比較検討している。その結果、現場打ち同等型指針<sup>1)</sup>で

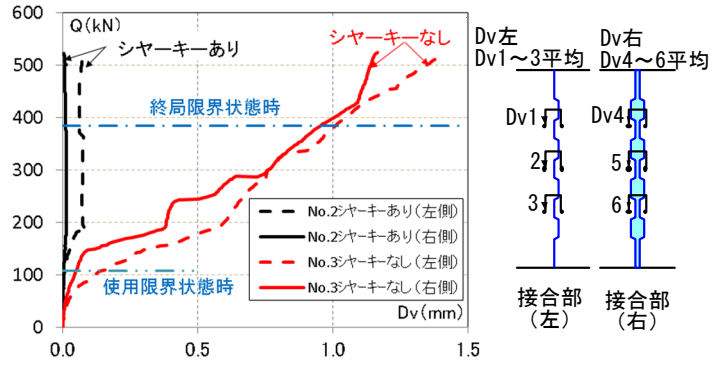


図-12 せん断力 ( $Q$ ) - 鉛直ずれ変位 ( $Dv$ ) 関係

示される各限界状態時の部材応力を接合部強度が上回る設計を適切に行えば、PCa 基礎梁は現場打ちの基礎梁とほぼ同様な性状を示すことが確認された。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説，第4章，p.57-78，2002